

沖合い海底地盤の動的応答と 護岸構造物の安定について

京都大学大学院 学生会員 辻 泰志
同 工学部 正会員 赤井浩一

1. 序

周知のように、わが国の国土は狭隘なうえ、四面を海に囲まれているため、大都市は主に沿岸地域に発達してきた。そのため以前から、農業用地、都市用地、工業用地を確保することを目的として、その周辺の浅海域を埋め立てて人工の陸地としたり、神戸ポートアイランドや六甲アイランドのように、従来の水際線を残しつつ新たな水際線と空間を確保しようとする人工島の建設など、沿岸付近（ONSHOREあるいはNEARSHORE）の様々な開発が続けられてきた。ことに最近では、種々の社会的要請に対応して、従来の沿岸埋め立てに代わる新しい海域利用の手段として、関西新空港や東京湾横断道路を例とするような、内湾の沿岸からはるか離れた沖合い（OFFSHORE）に大規模な埋め立てを行い、人工島を建設しようとするプロジェクトが見られるようになってきた。

沖合い人工島の建設海域としては、水深は一般に20～50m、離岸距離は2～5kmが想定されているが、沿岸付近の地盤は砂礫層と粘土層の互層からなる陸型であるのに対し、このような沖合いの地盤では、柔らかい沖積粘土層の下に過圧密比（OCR）の小さい洪積粘土層が続き、また、構造物の支持層となるべき砂礫層はきわめて薄い、あるいは全く存在せず、clay-richないわゆる海型となっている。そのため、人工島やその上に築造される構造物の設計に対する地盤条件が厳しくなるとともに、荒天時や地震時の海底地盤そのものの安定性の損失についても検討しておかなければならない。

2. 波浪に対する海底粘性土地盤の安定性

Dormieux¹⁾は深さとともに粘着力 C_u が直線的に増加するような海底の粘性土地盤について、二次元線形波理論と極限解析理論を組み合わせて検討した結果、最も苛酷な波浪荷重に対する水平な海底の安定にとって必要にして十分な条件は $\rho/\gamma_w \geq 0.225$ であることを示した。ここに、 γ_w は水の密度、 ρ は深さ z に伴う粘着力の増加割合（ $C_u = \rho z$ ）である。海水に対して $\gamma_w = 1.02 \text{ t/m}^3$ をとれば、 $\rho \geq 0.23 \text{ t/m}^3$ が必要かつ十分条件となる。ところで、大阪湾泉州沖に施工中の関西国際空港の人工島建設工事に関連して実施された土質調査では、図-1に示す一軸圧縮試験のデータ²⁾にもとづいて $C_u = 0.20z \text{ (tf/m}^2\text{)}$ が沖積粘土層の設計値として用いられている。しかし、原位置ベーンせん断試験やコーン貫入試験の結果を含めて詳細に検討したところ、 $C_u = 1.0 + 0.16z \text{ (tf/m}^2\text{)}$ （ただし、 $z=0$ で $C_u=0$ となるように海底面近くで低減する）が、より実際に近いことがわかった。この強度増加係数 $\rho = 0.16 \text{ t/m}^3$ を用いて圧密による粘土の非排水せん断強度の増加率を求めると、 $C_u/p = \rho z/\gamma' z = 0.16/0.47 = 0.34$ （ただし、 γ' は沖積粘土層の平均有効単位重量）となり、これは正規圧密粘土試料の圧密非排水三軸試験の結果とよく斉合する。

いずれにせよ当該地点における沖積粘土層（厚さ10～20m）の深さに伴う粘着力の増加割合 ρ はDormieuxのいう安定条件を満足せず、現実的な波浪荷重に対する検討が必要となる。

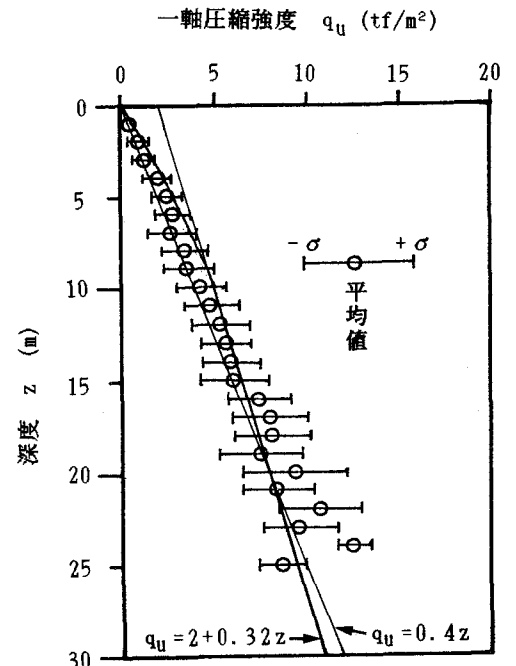


図-1 一軸圧縮強度と深度の関係（泉州沖）

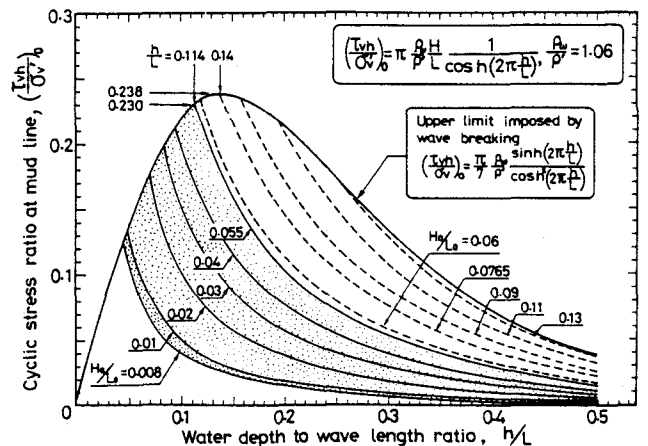


図-2 海底面における繰返し応力比（石原・山崎）

Dormieuxによる最も苛酷な波浪荷重に対する前述の安定条件は、石原ら³⁾の海底面における繰返し応力比（図-2参照）にもとづくものであるが、この図の横軸の水深-波長比 h/L について、大阪湾でとりうる値を検討してみよう。いま、水深を $h=20\text{m}$ として、波の周期を $T=3\text{sec}$ から 7sec まで考えると、微小振幅波理論によって波長 L が決まる。これより h/L を計算すると $T=7\text{sec}$ に対して $h/L=0.28$ となる。ところで、関西国際空港建設地点の設計波高の最大値は西南西方向で 3.5m 、周期は 6.7sec であり、大阪湾では $h/L \geq 0.28$ と考えてよいと思われる。図-2によると、このときの縦軸の応力比 $\tau_{vh}/\sigma_v' \approx 0.15$ であり、これは沖波の波高-波長比 $H_0/L_0=0.13$ において生じることがわかる。 $T=7\text{sec}$ に対しては、沖波波長 $L_0=gT^2/2\pi \approx 76\text{m}$ であり、これより $H_0/L_0 \approx 0.13$ を満足する沖波波高は約 10m となる。これは上述の設計波高の最大値 $H=3.5\text{m}$ よりはるかに大きく、このことから大阪湾では波による繰返し応力比 $\tau_{vh}/\sigma_v'=0.15$ なる値はあまり起こりそうにない。ちなみに、設計沖波波高 $H=3.5\text{m}$ に対しては $H_0/L_0=0.046$ となり、図-2から応力比は $\tau_{vh}/\sigma_v' \approx 0.05$ となる。

以上の検討で用いた設計波高・周期は、もちろん有義波高 $H_{1/3}$ および有義波周期 $T_{1/3}$ に相当するものであるが、これに対する最高波高としては $H_{max}=5.6\text{m}$ 程度と考えられ、この場合の応力比は約 0.08 となる。いずれにせよ、図-2に示されている応力比の最大値 $\tau_{vh}/\sigma_v'=0.238$ は大阪湾では発生する可能性はなく、図-2にもとづいたDormieuxの安定条件 $\rho/\gamma_w \geq 0.225$ 、したがって粘土層の深度による強度増加率 $\rho=Cu/z \geq 0.23$ なる条件は、大幅に緩和されてよいものと結論される。

3. 地震に対する海底粘性土地盤の動的応答

本研究は、関西国際空港建設地点の海底地盤を均質な密度・減衰定数を有するとしてモデル化し、地震時に地盤の微小部分に働く力の平衡関係から得られる波動方程式を解くことによって、加速度・速度・変位・せん断ひずみ・せん断応力の解析解を導き、地盤の動的応答特性を検討しようとするものである。

図-3は泉州沖海底地盤で行なわれた深度 150m に達するボーリングNo.56-2の孔内PS検層の一例である⁴⁾。右側の図より、海底面からの深さを $z(\text{m})$ とすると、横波速度 $V_s(\text{m/s})$ はだいたい

$V_s=30z^{0.5}$ (1)
として表わされ、 $G=\rho V_s^2$ なる関係より、せん断弾性係数 G は

$G=900\rho z=Kz$ (K : 比例定数) (2)
で表わされる。一般に、砂層では粘土層に比べて孔内波速が大きく出ており、式(2)は砂層には適用できない。しかし、泉州沖海底地盤では圧倒的に粘土層が優勢であるので、式(2)は海底面直下の沖積層およびそれ以深の大阪層群全般について近似的に適用し得るものと考えてよいであろう。

せん断弾性係数 G が z に比例するという事は、密度 ρ が深さ方向に一定であるとするならば、 G が平均有効主応力 p に比例すると換言することができる。

粘性土の場合、 G は一般に次式で与えられる。
 $G=A(t)(OCR)^K f(e)p^n$ (kgf/cm^2) (3)

ここに、 $A(t)$: 時間 t の関数、 p : 平均有効主応力
 $f(e)$: 間隙比の関数

Hardin・Black⁵⁾は正規圧密粘土の等方応力下の一次圧密終了時に対して、

$A(t)=330, n=0.5, f(e)=(2.97-e)^2/(1+e)$
を与えている。

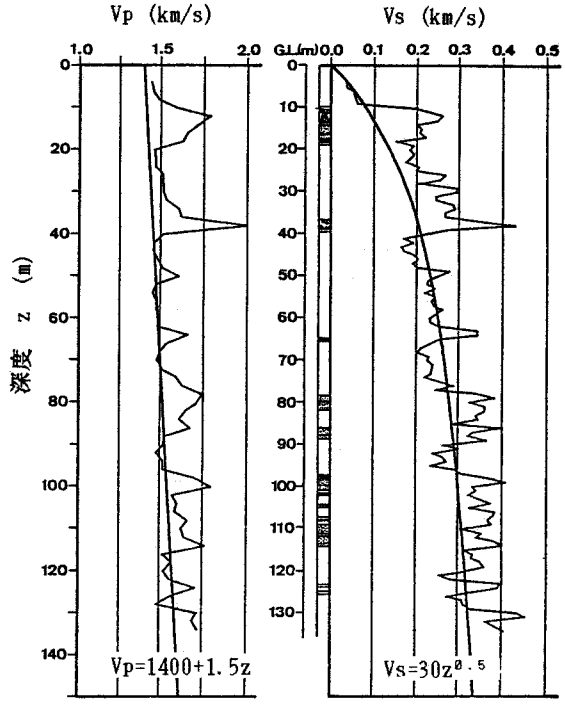


図-3 泉州沖海底地盤におけるPS検層結果 (Bor. No. 56-2)

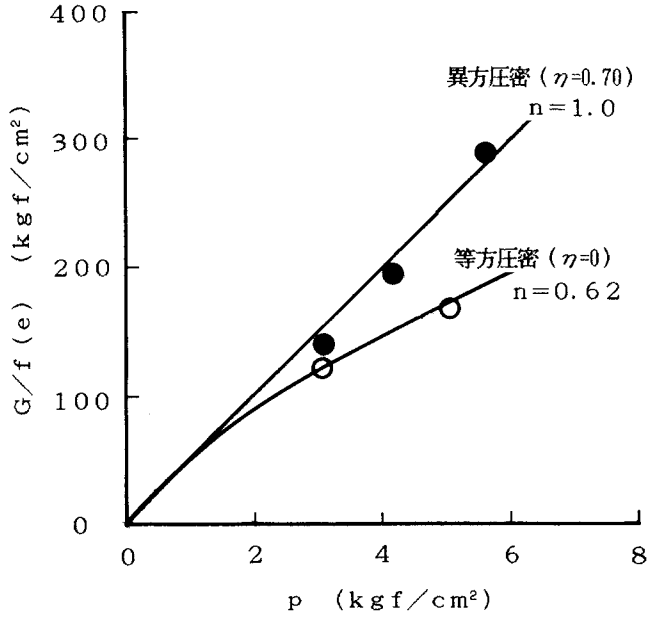


図-4 動的せん断弾性係数と平均有効主応力との関係 (泉北沖積粘土)

本研究では、 G が z に比例するという原位置計測結果の妥当性を検証するために、静止土圧の状態にある現実の地盤に近い異方圧密後の G についてべき数 n の値を調べてみた。実験には泉北沖積粘土の乱さない試料 ($G_s=2.67$, $LL=40.3\%$, $PI=21.1\%$, $w=32.2\%$) を用い、振動三軸装置の中で等方または異方圧密終了後、5Hzの振動数で70分間繰返し載荷を行い、そのときの応力-ひずみ関係より動的せん断弾性係数を求めた。図-4は、横軸に平均有効主応力 p 、縦軸に $G/f(e)$ をとり、実験結果をプロットしたものである。これより、 K_0 圧密に近い異方圧密後の試料では $n \approx 1$ となり、したがってせん断弾性係数 G は等方圧密後のものとは異なって平均有効主応力 p にほぼ比例することがわかった。これは異方圧密中のいわゆる先行せん断ひずみにより、非排水せん断時の応力-ひずみ関係が顕著なlockingを示して等方圧密試料より G が大きくなること、および p による G の依存性も両者では相違することによるものと理解される。

地表面を深さ z の原点として下向きを正とし、密度 ρ と減衰定数 c が一定で、せん断弾性係数 G が $G=Kz$ で表わされるとき、基盤入力 $\ddot{u}_0(t)$ を受ける地盤の振動は変位 u に関して次式で示される。

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z} \left(Kz \frac{\partial u}{\partial z} \right) = -\rho \ddot{u}_0 \quad (4)$$

境界条件: $z=0$ で変位は有界, $z=H$ で変位はゼロ

初期条件: $t=0$ で変位、速度がゼロ

このような偏微分方程式の解を求めるために、式(4)の右辺の外力項を0とした斉次方程式を考える。これに変数分離法を適用し、 ω を複素数として

$$u(z, t) = v(z) \cdot w(t) = v(z) e^{i\omega t} \quad (5)$$

を代入して $e^{i\omega t}$ で両辺を除すれば、 $v(z)$ に関して

$$z \frac{d^2 v}{dz^2} + \frac{dv}{dz} + \frac{\rho \omega^2 - ic\omega}{K} v = 0 \quad (6)$$

なる常微分方程式を得る。式(6)の左辺第3項の v の係数を λ^2 とおいて、これに $z = \xi^2$ なる ξ を導入すると

$$\frac{d^2 v}{d\xi^2} + \frac{1}{\xi} \frac{dv}{d\xi} + 4\lambda^2 v = 0 \quad (7)$$

なる0次のBesselの微分方程式が得られ、原点で変位が有界であることより

$$v = J_0(2\lambda\xi) = J_0(2\lambda\sqrt{z}) \quad (8)$$

が得られる。また、 $z=H$ で $u=0$ より

$$J_0(2\lambda\sqrt{H}) = 0 \quad (9)$$

となり、0次のBessel関数の零点を $\kappa_1, \kappa_2, \dots, \kappa_n, \dots$ とおくと

$$\lambda_n = \frac{\kappa_n}{2\sqrt{H}} \quad (10)$$

が得られ、さらに

$$\frac{\rho \omega_n^2 - ic\omega_n}{K} = \lambda_n^2 \quad (11)$$

であるから

$$\omega_n = \frac{ic \pm \sqrt{-c^2 + 4\rho K \lambda_n^2}}{2\rho} = i\alpha \pm \beta_n \quad (12)$$

となる。ただし

$$\alpha = \frac{c}{2\rho}, \quad \beta_n = \frac{\sqrt{-c^2 + 4\rho K \lambda_n^2}}{2\rho} \quad (13)$$

である。

$$\therefore e^{i\omega t} = e^{(-\alpha \pm i\beta_n)t} = e^{-\alpha t} \begin{Bmatrix} \sin \beta_n t \\ \cos \beta_n t \end{Bmatrix} \quad (14)$$

したがって、式(14)により式(4)の斉次方程式の解は次式で表わされる。

$$u(z, t) = e^{-\alpha t} \sum_{n=1}^{\infty} \{a_n \sin \beta_n t + b_n \cos \beta_n t\} \times J_0(2\lambda_n \sqrt{z}) \quad (15)$$

IdrissとSeed⁶⁾は、 $G=Kz^n$ の場合について、深部の入力基盤からくる地震動に対する堆積層の応答を計算する解析解を誘導したが、 z のべき数 n が $n \leq 1/2$ の場合に限ってBessel方程式の解が得られるとして、 $n=0$ (深さ方向にせん断弾性係数が一定)と $n=1/3$ に対して動的応答の計算例を示している。しかし、今の場合には $n=1$ であり、Idrissらの解法は使うことができない。このような場合には以下に示すような方法が有効である。

まず、静止状態を初期条件として

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z} \left(Kz \frac{\partial u}{\partial z} \right) = -\rho \cdot \delta(t) \quad (16)$$

を考える。すなわち、静止状態にある振動系に、図-5の左側の図のように単位パルス $\delta(t)$ が働く場合である。この問題は式(16)の右辺を0とおいた斉次方程式を $t=0$ において $u=0, \dot{u}=-1$ のもとで解くことに相当する。式(16)の斉次方程式の解は式(15)で与えられる。したがって、式(15)の a_n, b_n を上述の初期条件から求めると

$$a_n = \frac{1}{B_n \lambda_n \sqrt{H} J_1(2\lambda_n \sqrt{H})}, \quad b_n = 0 \quad (17)$$

となり、式(16)の一般解は

$$u(z, t) = -\frac{1}{\sqrt{H}} e^{-\alpha t} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin \beta_n t}{\beta_n} \frac{J_0(2\lambda_n \sqrt{z})}{\lambda_n J_1(2\lambda_n \sqrt{H})} \quad (18)$$

となる。

いま解くべき方程式(4)を式(16)と比較すると、 $-\rho \ddot{u}_0(t)$ が $-\rho \cdot \delta(t)$ となっている。そこで図-5を参照して、時刻 $t=\tau$ における外力(単位パルス)は現在の時刻 t からみれば $(t-\tau)$ だけ過去のものであるから、時間 τ が0から t まで変わるときの影響を考慮すれば、 $\ddot{u}_0(t)$ を入力加速度としたときの地盤の応答変位は、次のDuhamelの積分で与えられる。

$$u(z, t) = -\frac{1}{\sqrt{H}} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\beta_n} \frac{J_0(2\lambda_n \sqrt{z})}{\lambda_n J_1(2\lambda_n \sqrt{H})} \times \int_0^t e^{-\alpha(t-\tau)} \sin \beta_n(t-\tau) \ddot{u}_0(\tau) d\tau \quad (19)$$

さらに式(19)を t で微分することにより、 $\dot{u}_0(t)$ を入力加速度としたときの地盤の応答速度 $\dot{u}$ と絶対応答速度 $(\dot{u} + \ddot{u}_0)$ がそれぞれ次式のように求められる⁷⁾。

$$\dot{u}(z, t) = -\frac{\sqrt{K}}{\rho \sqrt{H}} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{J_0(2\lambda_n \sqrt{z})}{\beta_n J_1(2\lambda_n \sqrt{H})} \times \int_0^t e^{-\alpha(t-\tau)} \cos \{\beta_n(t-\tau) + \gamma_n\} \dot{u}_0(\tau) d\tau \quad (20)$$

$$\ddot{u}(z, t) + \ddot{u}_0(t) = \frac{K}{\rho \sqrt{H}} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\lambda_n J_0(2\lambda_n \sqrt{z})}{\beta_n J_1(2\lambda_n \sqrt{H})} \times \int_0^t e^{-\alpha(t-\tau)} \sin \{\beta_n(t-\tau) + 2\gamma_n\} \ddot{u}_0(\tau) d\tau \quad (21)$$

ただし、式(9), (13)より

$$\left. \begin{aligned} J_0(2\lambda_n \sqrt{H}) &= 0 \\ \alpha &= \frac{c}{2\rho}, \quad \beta_n = \frac{\sqrt{-c^2 + 4\rho K \lambda_n^2}}{2\rho} \\ \gamma_n &= \tan^{-1} \frac{\alpha}{\beta_n} \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

さきに図-3に示した泉州沖海底地盤において、地盤定数として密度: $\rho=1.7(t/m^3)$ 、減衰定数: $c=3.577(t/m^3 \cdot s)$ 、地震時のせん断弾性係数のひずみ依存性を考慮して、式(2)より計算される値の2/3倍である $K=1020(t/m^2 \cdot s^2)$ を用い、S-9層 ($H=97.3m$) を入力基盤とし、これに十勝沖地震(1968.5.16)の八戸の基盤における加速度波形(最大加速度104.7gal)を地動として与えたときの地盤の最大応答値の深度分布を図-6に示す。これによると、最上部の沖積層表面において最大応答変位は3.6cm、最大応答速度は28.4kine、最大絶対応答加速度は518.1galであり、最大絶対応答加速度は入力基盤での地動加速度の最大値の約5倍にも達していることがわかる。このような応答の増幅は地表面付近の沖積層において顕著である。本研究では、密度や弾性係数や減衰定数などの地盤条件の複雑な変化を考慮した、重複反射理論を用いた等価線形化手法による数値解⁸⁾との比較も行なった。多少の差異は見られるものの、ここで示した解析解が比較的よい近似を与えていることがわかった。

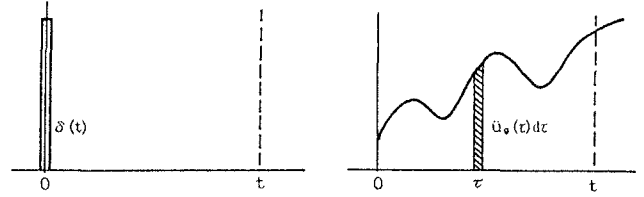


図-5 単位パルスとその重ね合わせ

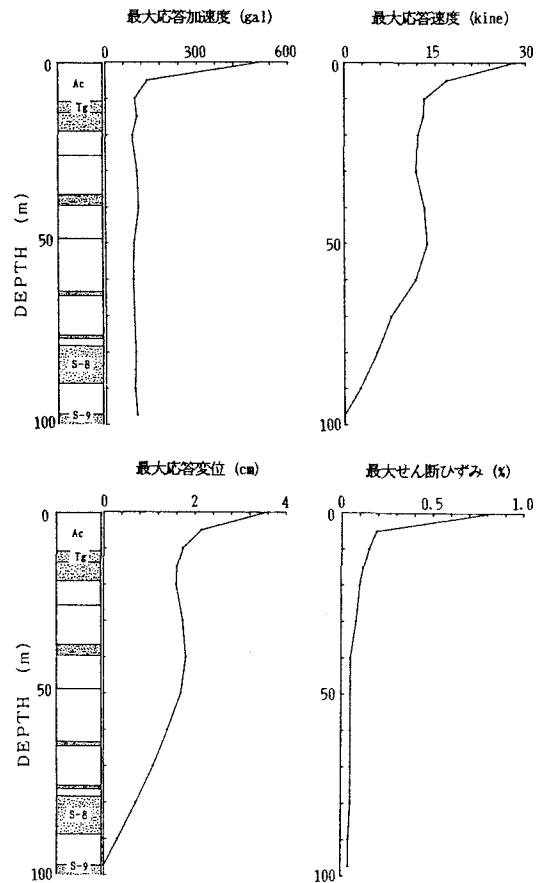


図-6 モデル地盤における最大応答値の深度分布

4. 地震時における護岸構造物の安定解析

関西国際空港空港島の緩傾斜石積護岸部付近の地震時の斜面の安定性の検討を震度法を用いて行なった。海側の法先部を除いて海底沖積粘土層はサンドドレーンにより改良されている⁹⁾。安定解析は全応力にもとづく円弧すべり面法 ($\phi=0$ -解析法) によったが、すべり土塊を鉛直側面をもつ細片に分割して、それぞれの図心にさきの入力地震波 (基底礫層における地動 $\ddot{u}_0=104.7 \text{ gal}$) に対して応答解析で得られた最大応答加速度 (図-6 参照) を水平に与えた。ただし、粘性土の動的せん断強度は静的非排水強度の50%増とし、埋立ておよび護岸材料としての砂質または礫質材料の内部摩擦角を $\phi=32^\circ$ と仮定した。計算の結果は、常時のすべりに対する安全率 $F=1.96$ に対し、地震時には図-7のように $F=1.06$ に低下することがわかる。臨界円の形は、護岸前面のマウンド用敷砂と海底面直下の沖積層の表層部をごく薄く切る半径の大きい円弧である。

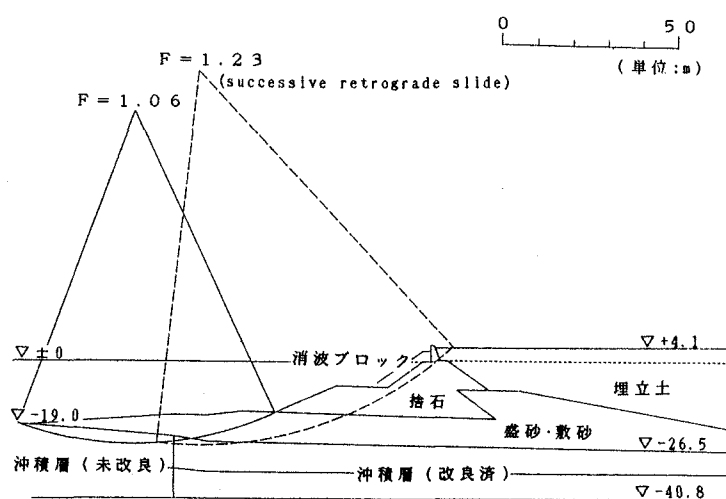


図-7 護岸のすべり面と安全率

次に、海底面近傍の沖積粘土は液性指数が1.0を越えており、鋭敏比が大きいことが知られている。このような地盤にいったんすべりが生じると、すべり土塊が液状化して副次的な後退性すべり (successive retrograde slide) の発生する危険性が考えられる¹⁰⁾。これに対する検討を行なった結果、さきの図-7に破線で示すすべり円について安全率 $F=1.23$ が得られた。これより、地震時に後退性すべり破壊が次々と生じる可能性はあまり大きくないことが結論される。

実際は地震や波の繰返しによって地盤内に過剰間隙水圧が発生したり、地盤そのものの性質が変化することによって地盤の強度が低下することが考えられる。本研究ではそれを考慮していないが、図-7の結果は護岸構造物の安定性の検討の指標の1つとなり得るであろう。

本研究遂行にあたり、京都大学土木系教室 酒井哲郎助教授、田村武助教授および杉戸真太助手の教示を受け、また振動三軸実験には矢野隆夫技官と学部学生新一真君の助力を得たことを付記して謝意を表する。

<参考文献>

- 1) Dormieux, R.: Stability of a Purely Cohesive Sea Soil under Wave Loading, Geotech., 38-1, pp. 121-123, 1988
- 2) 福手 勲: 関西国際空港におけるサンドドレーン改良地盤の圧密特性と沈下管理, 大阪湾海底の地盤研究委員会資料, 1988
- 3) Ishihara K. and Yamazaki A.: Analysis of Wave-Induced Liquefaction in Seabed Deposits of Sand, Jour. JSSMFE, 24-3, pp. 85-100, 1984
- 4) 中世古幸次郎・岩崎好規: 大阪湾海底堆積地盤の弾性波速度に関する特性, 海底地盤に関するシンポジウム論文集, pp. 79-84, 1987
- 5) Hardin, B. O. and Black, W. L.: Variation Modulus of Normally Consolidated Clay (Closure), Proc. ASCE, 95, SM6, pp. 1531-1537, 1969
- 6) Idriss, I. M. and Seed, H. B.: Seismic Response of Horizontal Soil Layers, Proc. ASCE, 94, SM4, pp. 1003-1031, 1968
- 7) 赤井浩一・田村武: 正規圧密またはそれに近い過圧密地盤の動的応答解析への一寄与 (ノート), 土木学会論文集, 394, pp. 131-134, 1988
- 8) 赤井浩一・田村武・前河泉: 海底地盤の動的応答特性と沖合構造物の耐震安定解析, 京大防災研究所年報, 31, B-2, 1988 (印刷中)
- 9) 古土井光昭・矢島道夫: 関西国際空港の建設計画, 土と基礎, 34-1, pp. 13-18, 1986
- 10) Bjerrum, L.: Stability of Natural Slopes in Quick Clay, Geotech., 5-1, pp. 101-109, 1955